

文章编号: 1000-4750(2009)09-0105-07

# 盾构始发过程反力架应力监测与安全评价

赵宝虎<sup>1,2</sup>, \*王燕群<sup>1</sup>, 岳 澄<sup>1</sup>, 亢一澜<sup>1</sup>, 王 辉<sup>1</sup>

(1. 天津大学机械工程学院, 天津 300072; 2. 中国人民解放军军事交通学院, 天津 300161)

**摘 要:** 对武汉长江隧道盾构始发过程中的反力架进行了数值分析、现场监测和受力分析, 根据监测结果对反力架的功能和作用进行了评价, 对反力架的拆除条件给出了建议。结果表明: 反力架的设计须考虑偶然因素的影响, 如约束情况的突然改变等; 可依据现场监测分析确定反力架的拆除时间。

**关键词:** 盾构隧道; 反力架; 应力监测; 数值模拟; 安全评价

中图分类号: O348; U455.43 文献标识码: A

## STRESS MONITORING AND SAFETY EVALUATION OF THE COUNTERFORCE FRAME DURING SHIELD ORIGINATING

ZHAO Bao-hu<sup>1,2</sup>, \*WANG Yan-qun<sup>1</sup>, YUE Cheng<sup>1</sup>, KANG Yi-lan<sup>1</sup>, WANG Hui<sup>1</sup>

(1. College of Mechanical Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Academy of Military Transportation of PLA, Tianjin 300161, China)

**Abstract:** Numerical simulation, real-time stress monitoring and mechanical analysis are presented for the counterforce frame used in the shield originating stage of the Wuhan Changjiang River tunnel. The function and efficacy of the frame are evaluated and a method for determining the demolition condition is discussed based on the monitoring. It is found that accidental factors, such as a sudden change of the restriction conditions, should be taken into account in the design. The demolition of the frame could be determined by in situ measurements.

**Key words:** shield tunnel; counterforce frame; stress monitoring; numerical simulation; safety evaluation

盾构法是一种先进的隧道掘进技术<sup>[1-5]</sup>, 具有自动化程度高、施工速度快、可控制地面沉降、不影响地面交通, 对周围居民影响小和不受气候影响等优点, 尤其适用于在地质条件差、地下水位高的地方建设埋深较大的隧道<sup>[6-7]</sup>, 被广泛应用于地铁、公路、铁路、输气、输水、市政、水电隧道等大型工程建设<sup>[8]</sup>。盾构始发阶段是盾构法施工的关键阶段, 关系着整个盾构施工的成败, 在此期间盾构机主体在始发导轨上不能进行调向, 姿态及地面沉降控制比正常推进阶段更困难, 施工难度非常大<sup>[9]</sup>。

盾构始发反力架是在盾构始发期间为盾构机掘进提供反作用力的龙门式结构, 是盾构始发阶段安全施工的核心部件之一, 其设计是否合理直接关系到盾构始发施工的成功和安全进行。理论上讲, 盾构刚进入工作井的推进阶段时, 因墙洞内前部土体分别是压密注浆加固区和深层搅拌桩加固区, 掘进阻力很大。随掘进作业进展, 越过土体加固区, 进入原状土, 掘进阻力大大减小。随着掘进作业中不断注浆, 推进所需反作用力逐渐由管片、注浆与隧道壁之间摩擦力承担, 反力架上反作用力随盾构推进

收稿日期: 2008-01-10; 修改日期: 2009-06-23

基金项目: 国家 973 计划基金项目(2007CB714002); 国家 863 项目(2007AA041804)

作者简介: 赵宝虎(1973—), 男, 山西人, 讲师, 博士生, 从事实验力学和工程力学研究(E-mail: bhzhao\_tj@yahoo.com.cn);

\*王燕群(1950—), 男, 天津人, 教授, 硕士, 从事固体力学数值分析及有限元方法研究(E-mail: wangyanqun@tju.edu.cn);

岳 澄(1948—), 男, 河北人, 副教授, 硕士, 从事桥梁工程结构的力学理论与计算, 工程测试技术研究(E-mail: yuecheng@tju.edu.cn);

亢一澜(1954—), 女, 天津人, 教授, 博士, 从事实验固体力学, 新型材料与力学性质, 界面与断裂力学研究

(E-mail: tj\_ylkang@yahoo.com.cn);

王 辉(1974—), 男, 河南人, 副教授, 博士, 从计算力学研究(E-mail: hui\_wang\_prc@yahoo.com.cn).

逐渐减少<sup>[10]</sup>。实际工况下,由于地质条件变化、盾构机调向等,反力架受力十分复杂,因此,为了对盾构反力架的强度与功能进行研究,在中铁隧道股份有限公司的合作协助下,项目课题组对武汉长江隧道左线盾构施工中的盾构反力架进行了受力分析,完成对反力架从始发到拆卸历时近四个月的现场跟踪监测。

在本文工作中,首先利用 ABAQUS6.5 有限元软件对盾构反力架在设计极限载荷作用下的应力分布进行了数值计算,进而结合数值结果与现场工况可行性,提出了反力架监测点的电测应变传感器优化布局方案,进行了现场跟踪监测,取得了丰富的实测数据。通过这些实测数据,对反力架在盾构施工始发阶段的载荷分布以及变化进行了分析,对反力架在盾构施工中的功能与作用进行了评价,为盾构施工中反力架的强度分析与优化设计提供了原始资料,也对合理适时拆除反力架提供了实验依据和指导。

## 1 基于数值分析的反力架现场应力监测方案

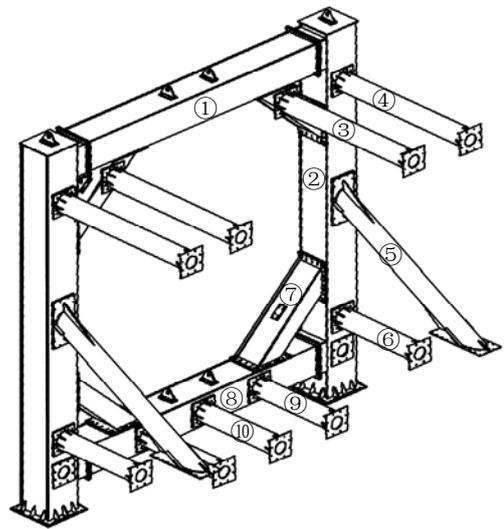
武汉长江隧道是湖北省、武汉市重点建设工程,也是万里长江第一条大型过江交通隧道工程。该工程位于武汉长江一号、二号桥之间,隧道设计为分离式隧道,分为左线、右线 2 孔,每条隧道为单向两车道,设计车速 50km/h。隧道采用两台刀盘直径为 11.38m 的复合式泥水平衡盾构,由武昌端向汉口端掘进。

为了实时监测盾构始发期间反力架主要构件及其各主要位置的应力变化情况,用 ABAQUS6.5 有限元(FEM)软件对反力架进行了数值分析,根据数值分析结果确定了反力架的危险位置,结合现场工况可行性,设计了合理的监测点布局方案。

### 1.1 反力架结构及荷载

盾构始发反力架的作用是在盾构始发期间为掘进提供反作用力,是由门式框架和若干支撑杆组成的左右对称结构,其设计是否合理直接关系到盾构始发施工的成功和安全进行。武汉长江隧道盾构始发反力架宽 12.160m,高 12.606m,其结构如图 1 所示。支撑杆固定在钢筋混凝土墙上,门式框架直接与衬砌环接触,衬砌环外径 11m,厚度 0.5m,承受沿着其环边分布的 18 组千斤顶施加的压力,每组两个千斤顶。18 组千斤顶分为 A、B、C、D 四个

相对独立的压力区,各区的千斤顶压力不同,但在同一区内压力相同。按照设计提供的最大荷载情况,A、B、C、D 区内每组千斤顶的最大压力分别为 700kN、1700kN、2800kN、1700kN,设计最大总推力为 33300kN。千斤顶分布如图 2 所示。



① 上横梁; ② 右侧立柱; ③ 斜梁支撑杆; ④ 右立柱上支撑杆; ⑤ 右立柱斜支撑杆; ⑥ 右立柱下支撑杆; ⑦ 斜梁; ⑧ 下横梁; ⑨ 下横梁右支撑杆; ⑩ 下横梁中支撑杆。反力架结构对称,只标注右侧部分,左侧的支撑杆与右侧对应。

图 1 反力架结构图

Fig.1 The sketch of the counterforce frame

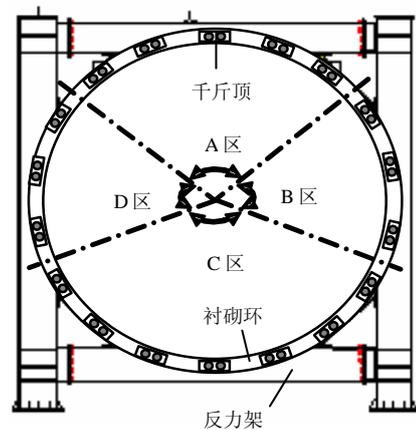


图 2 千斤顶布置图

Fig.2 The sketch of the jack distribution

### 1.2 反力架有限元分析

根据反力架的几何形状和各部件之间的关系,建立反力架有限元模型。由于反力架的结构和载荷分布均对称于其纵剖面,利用其对称性,仅取反力架的一半进行数值分析。建立的反力架模型、荷载与约束情况如图 3 所示。各支撑杆端部均采用固定约束,在对称分割面上施加垂直于该面方向的位移

约束。

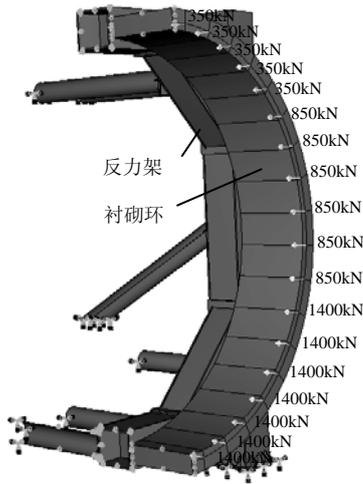


图 3 反力架有限元模型图  
Fig.3 FEM model of the counterforce frame

采用 ABAQUS6.5 的 8 节点六面体线性单元对反力架有限元模型进行网格划分。反力架单元控制尺寸为 60mm，钢筋混凝土衬砌环单元控制尺寸为 140mm。

反力架材料为 Q235 钢，其弹性模量为 200GPa，泊松比为 0.28，屈服极限为 235MPa；衬砌环为钢筋混凝土材料，其弹性模量为 30GPa，泊松比为 0.2，强度极限为 55MPa。

### 1.3 数值计算结果分析

将上述反力架有限元模型在 ABAQUS6.5 软件中加载计算，得到反力架的 Mises 应力分布云图如图 4 所示。Mises 应力是基于剪切应变能的等效应力，计算公式为：

$$\sigma_M = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}$$

式中： $\sigma_1$ 、 $\sigma_2$ 、 $\sigma_3$  分别为第一主应力、第二主应力、第三主应力。

考察反力架 Mises 应力云图看出：向反力架传递荷载的混凝土衬砌环受力均匀，Mises 应力较小。反力架的上横梁 Mises 应力和反力架的左右立柱上的 Mises 应力也较小。因反力架的下半部分受到的荷载大，所以下横梁的 Mises 应力大于上横梁。反力架上各支撑杆上的 Mises 应力普遍大于立柱、上下横梁上的 Mises 应力，所以危险位置主要分布在反力架的各个支撑杆上，尤其是反力架下部的支撑杆，包括立柱斜支撑杆、立柱下支撑杆和下横梁上的三个支撑杆。下横梁的三个支撑杆中，左侧支撑杆的计算 Mises 应力大于中间支撑杆相对应位置的

Mises 应力，在下横梁左右支撑杆与下横梁连接端，加筋板处的应力集中位置，计算最大 Mises 应力达 295MPa。

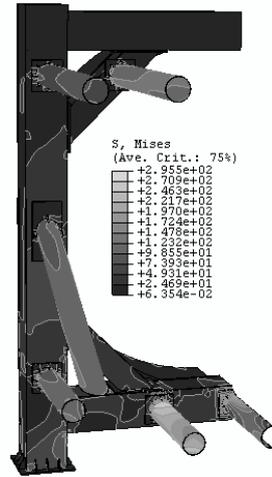


图 4 反力架 Mises 应力云图  
Fig.4 Mises stress contour

### 1.4 基于数值分析的现场应力监测方案

采用电阻应变测量法对盾构始发反力架的各主要构件的应力进行实时监测。反力架的上下横梁和左右立柱为弯曲变形，其表面应力可近似看作单向应力状态，各支撑杆沿轴向也可近似为单向应力状态，按单向应力状态来设计贴片测量。采用电阻值为 350Ω 的温度自补偿电阻应变片，每个测点纵横粘贴 4 个应变片组成全桥电路进行测量。测点应变与应变仪读数的关系为：

$$\varepsilon_{\text{应变仪}} = 2(1 + \mu)\varepsilon_{\text{测点}}$$

式中  $\mu$  为材料的泊松比<sup>[11]</sup>。电阻应变仪采用智能型带有微处理器的 YJ-33 型静态应变测量处理仪，该仪器带有接口与微机相联，可对测试应变数据自动进行测量和储存。反力架应力测试系统见图 5 所示。

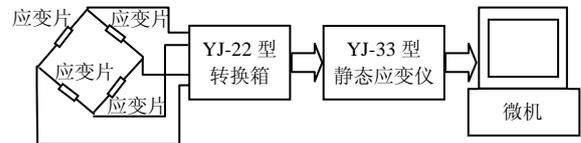


图 5 应力监测系统示意图  
Fig.5 The sketch of the stress monitoring system

参考数值分析结果，结合现场工况，设计了应力监测点布置方案。因反力架为对称结构，本监测方案主要对右半部分的反力架进行监测，但在实际掘进中，反力架左右两侧的受力可能不对称，所以在反力架的左半部分与右半部分相对应的位置也布置了一些监测点，以监测左半部分的应力情况。

根据数值分析结果, Mises 应力较大的位置(即危险点位置)主要位于反力架的下半部分, 包括立柱斜支撑杆、立柱下支撑杆、下横梁的三个支撑杆上, 所以在这些对应的位置布置了较多的监测点。共布置 25 个监测点, 各测点均采用全桥接线以提高测量稳定性。各应力测点布置的具体位置如图 6 所示。

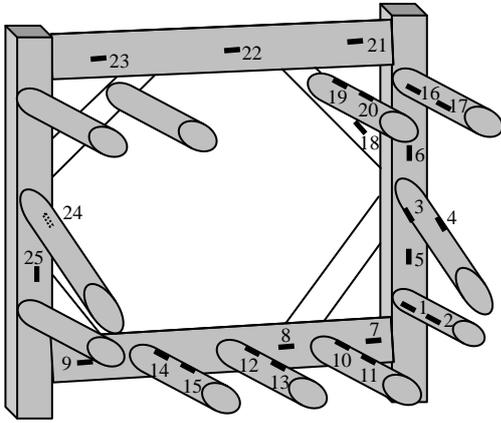


图 6 监测点布置示意图

Fig.6 The sketch of monitoring positions

## 2 反力架现场应力监测

为了实时监测始发期间反力架主要构件及其各危险位置的应力随着盾构掘进的变化情况, 本文进行了四个月的连续实时监测。在监测期间, 盾构机从衬砌环的+1 环掘进到了+110 环, 在+118 环时反力架拆除。

部分监测点应力变化如图 7 所示。在整个记录期间, 曲线出现了两次明显的应力突然变化, 一次出现在 2006 年 11 月 14 日上午 10 时 30 分, 对应于图 7 中的第 166 小时(在此之前, 因盾构机检修, 没有进行掘进作业), 监测以来的首次(+1 环)掘进开始, 反力架为盾构机掘进提供反作用力, 各测点应力出现明显变化, 如下横梁上测点 8 应力由 27.5MPa 增大到 50MPa。此后直到 11 月 20 日前(掘进+4 环前), 随着掘进和拼装管片作业, 各测点应力起伏变化。第二次应力突然变化出现在 11 月 20 日上午 9 时 40 分, 开始+4 环掘进时, 对应于图 7 中的第 310 小时, 反力架上各测点应力突然增大到整个监测期间的最大值, 然后快速下降。如测点 8 的应力由 50MPa 增大到 175.46MPa 后又下降到 130MPa 左右。此后各测点应力基本保持在一个较高的水平, 随着掘进和不掘进波动。在前期监测中, 通过应力的波动可以明显判断出什么时间掘进, 什么时间没有进行掘进作业, 掘进作业会明显地引起

反力架上应力的波动。到了监测的后期, 掘进引起的应力变化已经不明显, 在曲线上不能区分什么时候进行了掘进作业, 反力架上各监测点的应力值在很小的范围内波动。实际上, 此时掘进需要的反作用力已经由衬砌管片和围岩之间的摩擦力承担, 反力架承受的是衬砌管片施加的力, 只有拆除反力架才能释放。

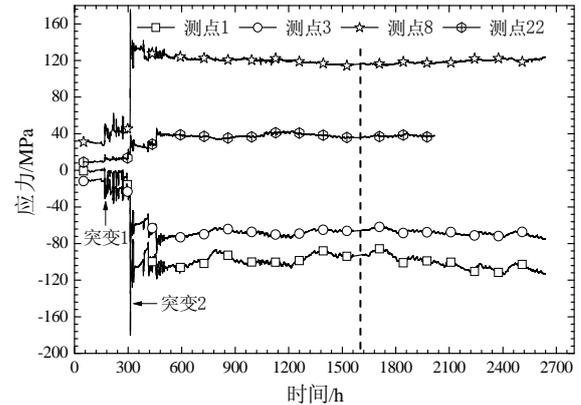


图 7 监测期间反力架部分测点应力随时间的变化

Fig.7 Stress change in some positions with time

## 3 监测结果分析与讨论

### 3.1 数值分析与监测结果分析讨论

表 1 为整个监测期间反力架各测点应力达到的最大值。可以看出: 布置在反力架上半部分(包括上横梁、立柱上支撑杆、上斜梁及上斜梁支撑杆)的测点所测量的最大压应力为-87.38MPa, 位于反力架上部斜梁支撑杆上的 20 号测点处; 最大拉应力为 45MPa, 位于上横梁中部 22 号测点处。下半部分反力架(包括立柱斜支撑杆、立柱下支撑杆、下横梁及下横梁上的三个支撑杆), 下横梁三个支撑杆上的最大压应力都超过了-160MPa, 在位于下横梁左侧支撑杆上的 15 号测点应力达到了-192.62MPa, 最大拉应力出现在下横梁靠近中间面处的 8 号测点, 为 175.46MPa, 表明反力架上半部分所承受的载荷较小, 而反力架下半部分所承受的载荷较大, 各支撑杆上受力较大, 这与数值分析的应力分布规律大致相符。根据现场观察, 在+8 环掘进之前, 反力架的上半部分与衬砌管片之间存在肉眼可见的缝隙, 监测数据显示, 反力架上半部分各测点的应力只有几个兆帕, 如图 8 所示。在+8 环掘进时(图 8 中第二个虚线圈), 反力架上半部分开始受压, 各测点(如图 8 中测点 20、测点 22)达到了应力最大值。反力架下部各测点的最大应力值出现在+4 环掘进过程

中(第一个虚线圈), 此时对应的反力架最大总受载约为 23348kN, 数值分析采用的设计最大总受载为 33300kN, 如将最大监测压应力-192.62MPa 比例放大, 则反力架在设计最大受载时 15 号测点处的估算压应力应为-274.72MPa, 此应力大于 Q235 钢的屈服极限, 与数值分析的最大压应力-295MPa(位于下横梁左右支撑杆与下横梁连接端, 加筋板处的应力集中位置)接近。这说明, 如果反力架实际受力达到设计最大载荷, 则其最大应力将超过 Q235 钢的屈服极限, 反力架的设计应给予足够的安全系数。本工程中由于在盾构始发初期, 采用较慢的掘进速度, 千斤顶的推力较小, 远小于设计极限载荷, 所以保证了施工的安全进行。右侧立柱斜支撑杆的 3 号测点最大应力-97.38MPa, 左侧立柱斜支撑杆对应位置的 24 号测点最大应力-130.15MPa, 表明反力架左右两侧的受力是不对称的, 但随着掘进的进行, 因衬砌管片的摩擦力, 左右两侧受力逐渐趋于接近。

表 1 监测期间反力架各测点的最大值应力 /MPa

Table 1 Peak stresses of all positions during the monitoring

测点	最大应力	测点	最大应力	测点	最大应力
1	-180.8	9	36.46	17	-20.69
2	-43.38	10	-163.77	18	8.92/-12.6
3	-97.38	11	-44.38	20	-87.38
4	-86.69	12	-160.85	21	17.77
5	96.62	13	-187.77	22	45.92
6	11.15	14	-171.54	23	27.85
7	41.62	15	-192.62	24	-130.15
8	175.46	16	-19.69	25	39.77

注: 19 号测点损坏, 11 号测点测试过程中损坏。“-”表示压应力, “+”表示拉应力。

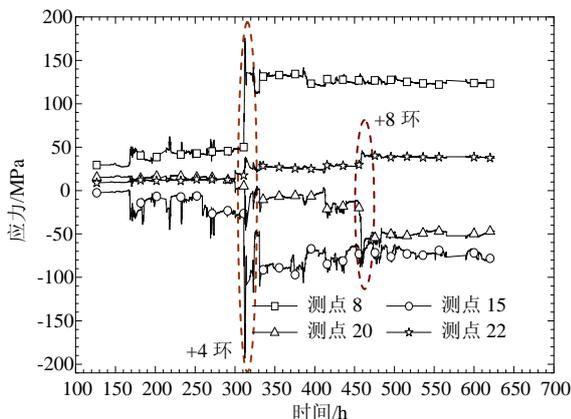


图 8 反力架上部最大拉应力测点 22、最大压应力测点 20, 下部最大拉应力测点 8、最大压应力测点 15 的应力变化

Fig.8 Stress change of monitoring position 8,15,20,22

分析下横梁左侧和中间支撑杆上测点应力的变化情况(如图 9), 在+4 环掘进前, 下横梁中间支

撑杆测点 12 和测点 13 的应力为压应力, 其值远大于左侧支撑杆相应位置测点的应力(测点 12 应力大于测点 14 应力, 测点 13 应力大于测点 15 应力), 说明中间支撑杆的受力大于左侧的支撑杆, 这与数值分析不一致; 当掘进+4 环, 反力架上受力发生突然变化, 此后, 中间支撑杆测点 13 的应力变得小于左侧支撑杆相应位置测点 15 的应力, 测点 12 甚至由压应力改变为拉应力, 说明中间支撑杆在+4 环掘进开始后受力状态发生了改变, 可能是由于反力架安装时, 下横梁中间支撑杆与墙体固定接触处有垫衬物, 导致其长度大于两侧支撑杆, 因此承担了较多的压力, 当+4 环掘进时垫衬物碎裂导致中间支撑杆受力减小, 而左右两侧支撑杆承担了较多的载荷。在整个测试期间, 下横梁左侧支撑杆上的测点 15 的应力大于测点 14 的应力, 这与数值分析也不一致, 分析应为装配所致。

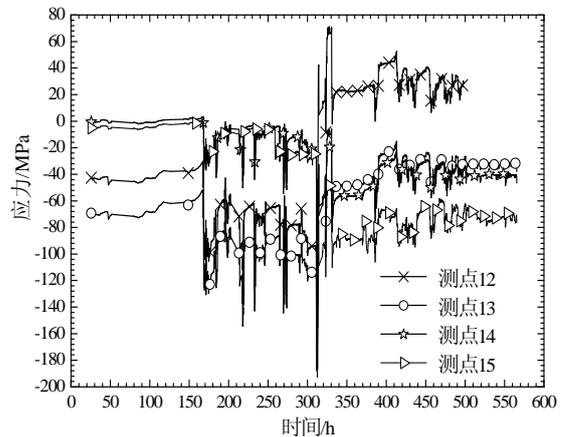


图 9 下横梁支撑杆监测点的应力变化

Fig.9 Stress change of monitoring positions in bottom beam supporting bar with time

从现场监测结果看, 数值分析能大致的模拟整个反力架的应力分布规律, 如反力架下半部分的受力大于上半部分, 各支撑杆上的应力较大等, 但数值分析是在反力架结构对称、载荷对称、理想约束条件下进行的, 而实际工况中, 载荷不断调整, 且不对称, 约束条件也会发生变化, 导致局部应力的重新分配。所以数值分析并不能完全反应反力架局部应力的分布情况和变化, 也不能体现实际工况改变而导致的应力重新分配, 但数值分析仍可作为应力监测点布局及反力架设计的参考依据。

### 3.2 反力架及负环管片的拆除

当盾构始发施工阶段完成后, 反力架不再承担为盾构机掘进提供反作用力的任务, 需要将反力架及负环管片拆除。目前, 反力架及负环管片的拆除

时间一般用如下方法确定:

1) 根据背衬注浆的砂浆性能参数和盾构的始发掘进推力确定。一般情况下,掘进 100m 以上,同时前 50 环完成掘进 7 日以上,可根据工序情况和工作整体安排,进行反力架、负环管片拆除<sup>[12]</sup>。

2) 根据衬砌管片提供摩擦力的经验公式确定。衬砌管片提供摩擦力的经验公式为:

$$F = f \times \pi \times D \times L \times P$$

式中:  $f$  为管片与土体的摩擦系数;  $D$  为管片外径;  $L$  为已安装的管片长度;  $P$  为作用于管片背面的平均土压力。

对本工程,取  $f = 0.3$ ,  $D = 11\text{m}$ ,  $L = 50\text{m}$ (相应于掘进 25 环,每环 2m),  $P = 100\text{kPa}$ ,故衬砌管片提供的摩擦力为:

$$F = 0.3 \times 3.14 \times 11 \times 100 \times 50 = 51810\text{kN} > 33300\text{kN}$$

(盾构机额定最大推力)

即当掘进+25 环时,经验公式计算衬砌管片摩擦力已大于盾构机额定最大推力。

为了对反力架的拆除时机给出基于实测的依据,本文参考数值结果,用实测应力反算了反力架与衬砌管片接触面上的总受载,给出了反力架的总受载与对应的掘进环数之间的关系曲线,如图 10 所示。由于每一环掘进时,一般都不会是一次连续掘进完成的,期间有停机的过程。所以对每一环掘进,给出了反算的反力架最大总受载和最小总受载,对应于开机掘进时的受载和停机时的受载。图 10 可见,在盾构始发的初期,因盾构掘进所需要的反作用力主要由反力架承担,盾构机开启与停机对反力架的受载影响很大,表现为最大总受载与最小总受载有明显的差别。到了盾构始发的后期,因盾构掘进所需要的反作用力改由衬砌管片的

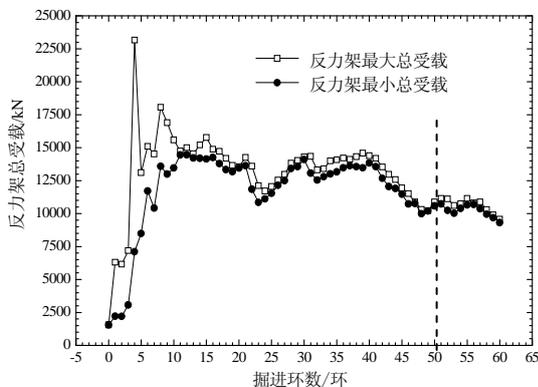


图 10 反力架最大、最小总受载与掘进环数关系

Fig.10 The maximum and minimum of frame total loads vs. the number of lining rings

摩擦力承担,盾构机开启与停机对反力架的受载影响减小,表现为最大总受载与最小总受载逐渐趋于一致。反力架因受到支撑墙与衬砌管片的挤压,所以不会因掘进反作用力由衬砌管片的摩擦力承担而立刻卸载到不受力,而是总受载趋于一个相对稳定的数值后逐渐下降,只有当反力架拆除后才能完全释放。

从图 10 所示的反力架总受载与掘进环数曲线观察,掘进到+50 环时(虚线处),反力架轴向最大总受载和最小总受载趋于一致,且基本稳定。从图 7 所示的反力架现场监测应力变化曲线观察,当盾构隧道掘进到+50 环,对应于图 7 中的第 1600 小时(虚线处),应力曲线基本保持稳定状态。说明盾构掘进所需的反作用力已主要由衬砌提供的摩擦力承担,可择机拆除反力架。

本工程中,根据监测结果确定的反力架拆除时机为+50 环,与方法 1)恰巧吻合,而与方法 2)的经验公式计算结果(+25 环)不同。对与不同的工程,监测结果与方法 1)不一定会吻合,因此,反力架拆除时机的确定,应综合考虑各种因素,而实测分析能提供最真实的参考依据。

如记录盾构掘进+( $n+1$ )环时的千斤顶总推力,并通过对反力架的监测,反算出反力架的总受载,那么就可以根据公式:

单环衬砌管片的摩擦力 =

$$\frac{\text{千斤顶的总推力} - \text{反力架的总受载}}{n}$$

计算出单环衬砌管片的摩擦力(设  $n$  环衬砌都已注浆固化)。由单环衬砌管片的摩擦力可以分析衬砌管片背衬注浆的砂浆性能参数和注浆质量。当单环衬砌管片的摩擦力乘以已掘进注浆的管片环数大于盾构机额定最大推力时,也可以确定拆除反力架的时间。

综上所述,通过对反力架进行现场跟踪监测,不仅能对其进行受力分析,实时了解反力架的健康运行状况,而且还可以分析衬砌管片背衬注浆的砂浆性能参数和注浆质量,为合理适时拆除反力架提供依据和指导。

## 4 结论

(1) 监测最大压应力为-192.62MPa,出现在反力架下横梁的左支撑杆上,最大拉应力为 175.46MPa,出现在下横梁靠近中间支撑杆处,均

小于 Q235 钢的屈服极限, 反力架在盾构始发过程中满足了安全作业的要求。

(2) 数值分析大致模拟了整个反力架的应力分布规律, 但实际工况复杂, 反力架受载改变, 约束条件变化, 或其它因素(如衬砌管片与反力架之间不能紧密贴合), 会引起反力架应力的重新分配, 设计时应考虑偶然因素的影响, 设定合理的安全系数。

(3) 根据对反力架的监测, 可分析背衬注浆的砂浆性能参数和注浆质量, 并为合理适时拆除反力架提供依据。

#### 参考文献:

- [1] Okubo S, Fukui K, Chen W. Expert system for applicability of tunnel boring machines in Japan [J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2003, 36(4): 305—322.
- [2] Buchanan J. Review of developments in full-face tunnel boring machines for rock [J]. *Mining Engineer*, 1987, 147(314): 189—192, 194.
- [3] Naitoh K. Development of earth pressure balanced shields in Japan [J]. *Tunnels and Tunneling*, 1985, 17(5): 15—18.
- [4] Wallis, Shani. Dublin-Coping with complex conditions [J]. *Tunnels and Tunneling International*, 2002, 34(10): 22—25.
- [5] Gaj F, Guglielmetti V, Grasso P, Giacomini G. Experience on Porto-EPB follow-up [J]. *Tunnels and Tunneling International*, 2003, 35(12): 15—18.
- [6] 程骁, 潘国庆. 盾构施工技术[M]. 上海: 上海科学技术文献出版社, 1990.  
Cheng Xiao, Pan Guoqing. *The shield tunnel technologies* [M]. Shanghai: Shanghai Science and Technology Press, 1990. (in Chinese)
- [7] 张凤祥, 朱合华, 傅德明. 盾构隧道[M]. 北京: 人民交通出版社, 2004.  
Zhang Fengxiang, Zhu Hehua, Fu Deming. *Shield tunneling method* [M]. Beijing: China Communication Press, 2004. (in Chinese)
- [8] 白杉, 周洁. 中国隧道盾构掘进机的发展和应用[J]. *筑路机械和施工机械化*, 2004, 21(7): 41—43.  
Bai Shan, Zhou Jie. Development and application of tunnel shield in China [J]. *Road Machinery & Construction Mechanization*, 2004, 21(7): 41—43. (in Chinese)
- [9] 范伟. 盾构隧道始发技术[J]. *科技情报开发与经济*, 2006, 16(2): 295—297.  
Fan Wei. Originating technique for the shield-driven tunnel [J]. *Sci-Tech Information Development & Economy*, 2006, 16(2): 295—297. (in Chinese)
- [10] 徐开达, 何维亨, 周杜鑫, 金中林. 软土地基盾构推进力和衬砌摩阻力的测试研究[J]. *建筑施工*, 1995, 17(5): 30—33.  
Xu Kaida, He Weiheng, Zhou Duxin, Jin Zhonglin. The experiment and research of shield force and lining friction under soft foundation [J]. *Building Construction*, 1995, 17(5): 30—33. (in Chinese)
- [11] 王忠保, 岳澄, 孙建军, 杨乃霆. 地铁隧道工程的应力监测[J]. *实验力学*, 2003, 18(1): 104—107.  
Wang Zhongbao, Yue Cheng, Sun Jianjun, Yang Naiting. Stress monitoring for the subway tunnel engineering [J]. *Journal of Experimental Mechanics*, 2003, 18(1): 104—107. (in Chinese)
- [12] 孙谋, 任志坚. 盾构隧道始发技术[J]. *江苏交通科技*, 2002(6): 25—28.  
Sun Mou, Ren Zhijian. Originating technique for the shield-driven tunnel [J]. *Jiangsu Transportation Research*, 2002(6): 25—28. (in Chinese)